VISIT…

LANZAROTE Caliente.COM

8. Proiectarea seismică a structurilor din beton armat

8.1. Principii de proiectare, clase de ductilitate

Ca şi în cazul structurilor metalice, structurile din beton armat (b.a.) amplasate în zone seismice pot fi proiectate urmărind două concepte de proiectare: comportare slab-disipativă a structurii şi comportare disipativă a structurii.

Structurile proiectate conform principiului de comportare slab-disipativă a structurii au o capacitate redusă de deformare în domeniul inelastic. Conform EN 1998-1 (2003), pentru aceste structuri încărcarea seismică se determină pe baza unui factor de comportare *q* de cel mult 1.5, iar proiectarea se face conform criteriilor specifice structurilor amplasate în zone neseismice (de exemplu SR-EN 1992). Răspunsul unor astfel de structuri sub efectul acţiunii seismice de calcul trebuie să fie preponderent în domeniul elastic. EN 1998-1 (2003) atribuie structurilor proiectate conform principiului de comportare slab-disipativă clasa de ductilitate L şi recomandă utilizarea acestei metodologii doar pentru structurile din beton armat amplasate în zone cu seismicitate redusă. Norma seismică românească (P100-1, 2006) nu permite utilizarea principiului de proiectare slab-disipativă la proiectarea structurilor din beton armat.

Structurile proiectate conform criteriului de comportare disipativă a structurii sunt dimensionate şi detaliate pe baza unor principii seismice, pentru a permite formarea unor mecanisme stabile de deformaţii ciclice în domeniul inelastic, fără a suferi cedări fragile. Încărcarea seismică pentru acest principiu de proiectare este redusă faţă de cea corespunzătoare unui răspuns elastic al structurii, folosind factori de comportare *q*. Funcţie de capacitatea de deformare în domeniul inelastic, structurile disipative se încadrează în două clase de ductilitate: H (ductilitate înaltă) şi M (ductilitate medie). Pentru fiecare clasă de ductilitate normele de proiectare seismică (P100-1, 2006; EN 1998-1, 2003) prevăd cerinţe specifice de alcătuire şi dimensionare a elementelor structurale.

Alegerea principiului de proiectare (slab-disipativă sau disipativă), şi a clasei de ductilitate este la latitudinea proiectantului, iar criteriile de selecţie a acestora sunt aceleaşi cu cele descrise în secţiunea 6.10.3.

8.2. Tipuri de structuri

Structurile din beton armat pot fi clasificate în câteva tipuri structurale de bază. Cele mai importante dintre acestea sunt prezentate în cele ce urmează (P100-1, 2006):

- *Cadrele* reprezintă un sistem structural în care atât încărcările verticale, cât şi cele laterale sunt preluate de cadre spaţiale (vezi Figura 8.1a). Aportul cadrelor la preluarea forţelor laterale trebuie să fie de minim 70% din forţa tăietoare de bază.
- *Pereţii* (cuplaţi sau necuplaţi) reprezintă un sistem structural în care atât încărcările verticale, cât şi cele laterale sunt preluate în principal de pereţi structurali verticali, cu o rezistenţă la forţa tăietoare de bază de cel puţin 70% din rezistenţa sistemului la forţa tăietoare de bază (vezi Figura 8.1b şi c).
- *Sistemele duale* (cu cadre sau pereţi predominanţi) sunt acele structuri la care încărcările verticale sunt preluate în principal de cadre spaţiale, iar cele laterale sunt preluate în parte de cadre şi în parte de pereţii structurali (vezi Figura 8.1d).
- *Sisteme flexibile la torsiune* – structuri duale sau pereţi care nu au o rigiditate minimă la torsiune. Un exemplu de structuri flexibile la torsiune sunt clădirile cu nucleu central (vezi Figura 8.2a), la care elementele de preluare a forţelor laterale (pereţii) sunt dispuse în partea centrală a structurii.
- *Sisteme tip pendul inversat* sunt acele sisteme la care peste 50% din masa structurii este concentrată în treimea superioară a clădirii, sau structuri la care deformaţiile inelastice au loc la baza unui singur element structural (vezi Figura 8.2b).

În Tabelul 8.1 sunt prezentate valorile de referinţă (pentru structuri regulate) ale factorului de comportare *q* pentru tipurile de structuri enumerate mai sus. În cazul în care structurile sunt neregulate pe verticală, valorile de referinţă ale factorului *q* trebuie reduse cu 20%.

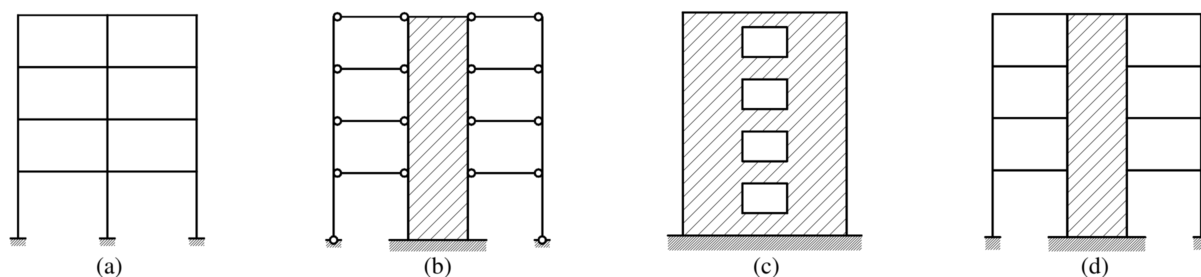
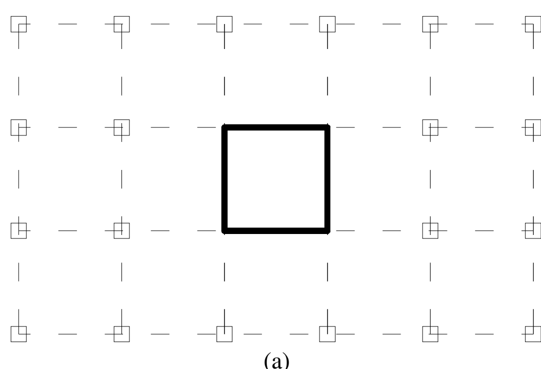


Figura 8.1. Tipuri de structuri din beton armat: cadre (a), pereți necuplați (b), pereți cuplați (c), sisteme duale (d).





(b)

Figura 8.2. Tipuri de structuri: sisteme flexibile la torsiune (a), sisteme de tip pendul inversat (b), exemplu – un castel de apă din b.a. (http://en.wikipedia.org/wiki/Water_tower).

Tabelul 8.1. Valori de referință ale factorul de comportare q pentru structuri din b.a. (P100-1, 2006).

Tip structural	Factorul de comportare q	
	Clasa de ductilitate H	Clasa de ductilitate M
Cadre, sisteme duale, pereți cuplați	$5\alpha_u/\alpha_1$	$3.5\alpha_u/\alpha_1$
Pereți	$4\alpha_u/\alpha_1$	3.0
Sisteme flexibile la torsiune	3.0	2.0
Sisteme tip pendul inversat	3.0	2.0

În tabelul de mai sus parametrii α_1 şi α_u au următoarea semnificație:
α_1 – coeficient de multiplicare a forței seismice orizontale care corespunde apariției primei articulații plastice
α_u – coeficient de multiplicare a forței seismice orizontale care corespunde formării unui mecanism plastic

Raportul α_u/α_1 corespunde redundanței q_R, definită în secțiunea 6.2.2 şi reprezentată grafic în Figura 6.6. În lipsa unor calcule specifice de determinare a raportului α_u/α_1, valorile acestuia pot fi luate în modul următor:

- Cadre şi sisteme cu cadre predominante:
  - cu un nivel: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.15$
  - multietajate, cu o deschidere: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.25$
  - multietajate, cu mai multe deschideri: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.35$

- Pereţi şi sisteme cu pereţi predominanţi:
  - sisteme cu maxim doi pereţi necuplaţi pe fiecare direcţie orizontală: α_u/α_1 = 1.0
  - sisteme cu mai mult de doi pereţi pe fiecare direcţie transversală: α_u/α_1 = 1.15
  - sisteme duale cu pereţi predominanţi sau pereţi cuplaţi: α_u/α_1 = 1.25

Atunci când acest raport este determinat prin calcul, pot rezulta valori mai mari decât cele de mai sus. Totuşi, P100-1 (2006) limitează acest raport la valoarea 1.6.

Analizând valorile factorilor de comportare pentru diferite tipuri de structuri din b.a. (Tabelul 8.1), se poate concluziona că cele mai ductile structuri din b.a. sunt cadrele, sistemele duale şi pereţii cuplaţi (valorile cele mai mari ale factorilor de comportare *q*). Urmează pereţii structurali, cu valori puţin mai mici ale factorilor de comportare de referinţă. Pentru toate categoriile menţionate mai sus, valoarea factorului de comportare *q* este în strânsă legătură cu redundanţa structurii (α_u/α_1). Redundanţa structurii şi, în consecinţă, şi factorul de comportare cresc dacă structura are un grad de nedeterminare statică mai mare (o redundanţă mai mare).

8.3. Ductilitatea structurilor din b.a.

Proiectarea structurilor din b.a. conform principiului de comportare disipativă a structurii necesită obţinerea unei comportări ductile la nivelul întregii structuri. În acest scop este necesară asigurarea unei ductilităţi corespunzătoare la nivel de material, secţiune, element, noduri şi structură.

8.3.1. Ductilitatea materialelor

Betonul simplu este un material care are o rezistenţă la întindere mult mai mică decât la compresiune, fiind în general neglijată în practica inginerească. Rezistenţa la compresiune a betonului (f_{ck}) este determinată pe cilindri standard sau pe cuburi standard la 28 de zile de la confecţionare. În Figura 8.3a sunt prezentate câteva curbe tensiune – deformaţie specifică pentru betoane de diferite clase. Se poate observa că odată cu creşterea clasei betonului (a rezistenţei la compresiune f_{ck}) ductilitatea acestuia scade. Ductilitatea betonului ca şi material este exprimată prin deformaţia specifică ultimă ε_{cu}. Clasele uzuale de beton au deformaţii specifice ultime ε_{cu} de ordinul a 0.0035.

Relaţia efort tensiune – deformaţie specifică a oţelului din armături este caracterizată de o porţiune elastică, până la atingerea limitei de curgere, urmată de un platou de curgere, iar apoi de o porţiune de ecruisare. În Figura 8.3b sunt prezentate câteva curbe caracteristice efort tensiune – deformaţie specifică pentru oţeluri cu limita de curgere diferită. Se poate observa că deformaţia specifică la forţa maximă ε_{uk} (folosită pentru a caracteriza ductilitatea oţelului din armături) scade pentru oţeluri cu limita de curgere superioară. Funcţie de clasa de ductilitate a construcţiei, normele impun valori minime ale deformaţiei specifice la forţa maximă care trebuie să fie îndeplinite de armătură: $\varepsilon_{uk}\geq0.075$ pentru clasa de ductilitate H şi $\varepsilon_{uk}\geq0.05$ pentru clasa de ductilitate M (SR EN 1992 şi P100-1, 2006). Oţelul folosit în armături este sursa principală de ductilitate a betonului armat, deformaţia specifică ultimă a acestuia fiind de 40-50 ori mai mare decât cea a betonului.

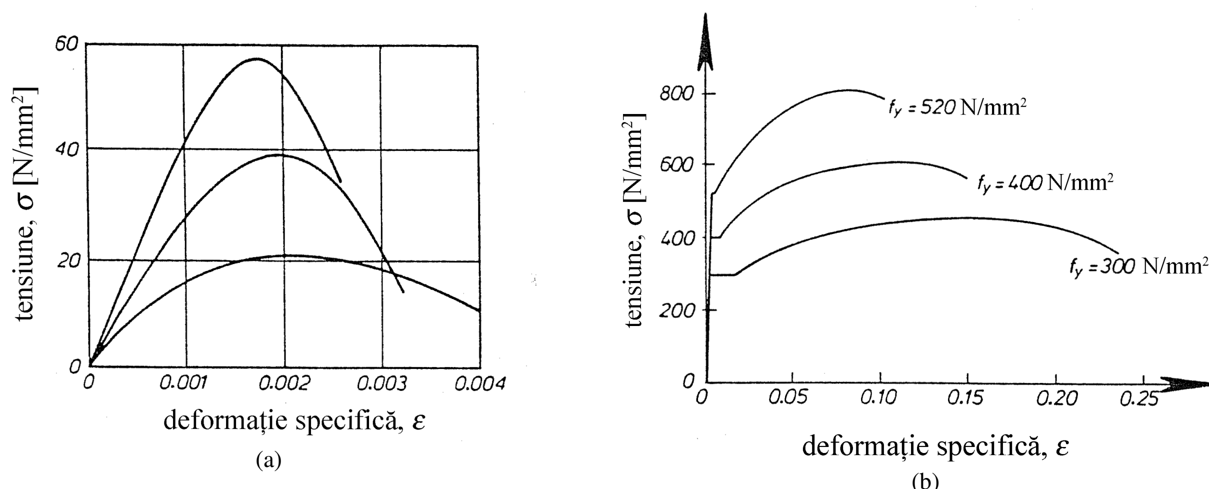


Figura 8.3. Curbe tensiune – deformaţie specifică pentru betoane de diferite clase (a) şi oţeluri cu diferite valori ale limitei de curgere (b), Paulay şi Priestley, 1992.

Betonul armat este un material de construcţie care combină avantajele betonului simplu (rezistenţă la compresiune şi preţ redus) cu cele ale oţelului (rezistenţă la întindere şi ductilitate foarte bune). Totuşi, pentru a asigura o bună conlucrare între cele două materiale, şi în special pentru a asigura o bună ductilitate structurilor din b.a., sunt necesare respectarea unor serii de măsuri constructive.

Una dintre cerinţele fundamentale necesare pentru o comportare ductilă a structurilor din b.a. este confinarea realizată de armăturile transversale (etrieri, agrafe, frete, etc.) împreună cu cea longitudinală (vezi Figura 8.4a). Armăturile transversale închise împiedecă deformaţiile transversale ale betonului solicitat la compresiune, ceea ce induce o stare triaxială de solicitare în beton. Efectul confinării este de creştere a rezistenţei la compresiune a betonului, dar mai ales a ductilităţii acestuia (vezi Figura 8.4b). Orientativ, deformaţia specifică ultimă a betonului confinat este de ordinul a $\varepsilon_{cu} = 0.005$. Din această cauză, confinarea betonului prin intermediul armăturilor transversale este o cerinţă de bază în zonele disipative. Efectul de confinare poate fi sporit prin (P100-1, 2006):

- reducerea distanţelor dintre punctele de fixare a armăturilor longitudinale (reducerea distanţelor s şi a_l);
- sporirea secţiunii sau a limitei de curgere din etrieri şi agrafe;
- dispunerea unor armături longitudinale suficient de groase.

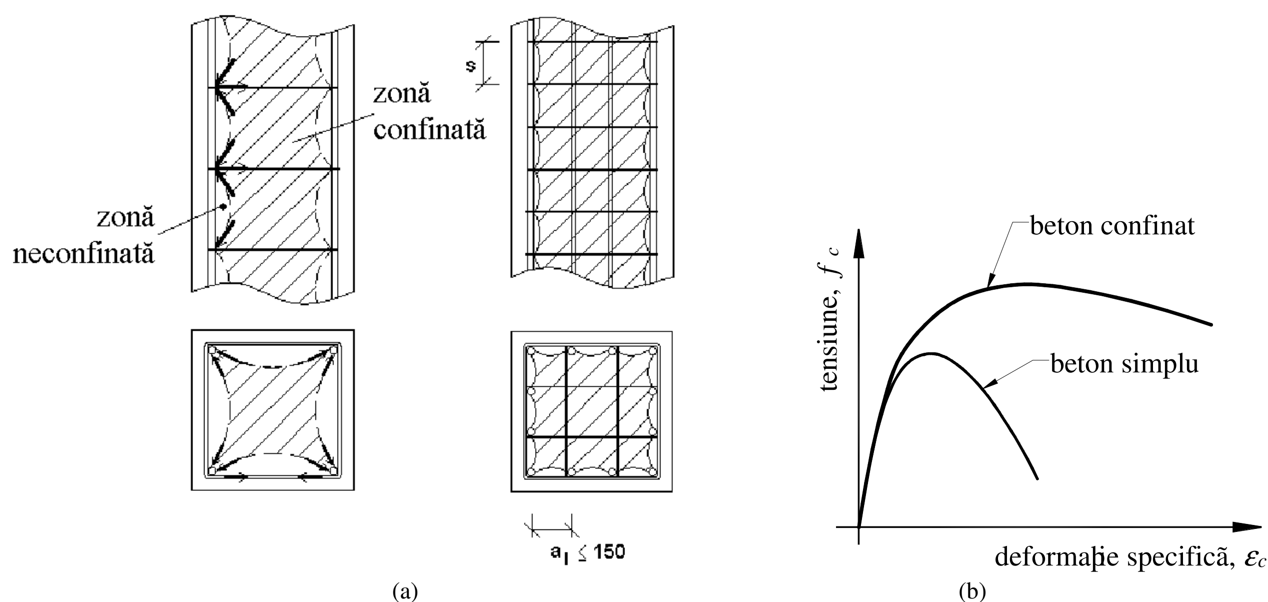


Figura 8.4 Confinarea betonului (a) şi efectul confinării asupra relaţiei tensiune – deformaţie specifică (b) după Paulay şi Priestley, 1992.

8.3.2. Ductilitatea de secţiune

La structurile din b.a. sursa cea mai convenabilă de deformaţii inelastice o constituie formarea de articulaţii plastice în elementele solicitate la încovoiere. De aceea, este utilă analiza ductilităţii la nivel de secţiune, analizând relaţia dintre moment şi curbură (rotirea pe unitate de lungime). O relaţie tipică moment – curbură pentru o secţiune de b.a. este prezentată în Figura 8.5a. Curbura de curgere ϕ_y' este atinsă la curgerea armăturii întinse (Paulay şi Priestley, 1992; vezi Figura 8.5b):

$$\phi_y' = \varepsilon_y / \left(d - c_y\right) \tag{8.1}$$

unde ε_y este alungirea la curgere a armăturii; d este înălţimea secţiunii, iar c_y este înălţimea zonei comprimate.

În anumite cazuri (la secţiunile puternic armate sau la cele solicitate puternic la compresiune), se pot dezvolta deformaţii specifice de compresiune importante în beton înainte de curgerea armăturii întinse. În aceste cazuri, curbura de curgere trebuie determinată la atingerea unor deformaţii specifice de compresiune în beton de ε_c=0.0015 (Paulay şi Priestley, 1992):

$$\phi_y' = \varepsilon_c / c_y \tag{8.2}$$

În scopul simplificării relațiilor de calcul, se adoptă uzual o aproximare biliniară a relației moment – curbură. Una dintre modalitățile de determinare a relației biliniare este prin egalarea ariilor de sub relația simplificată şi cea reală (vezi şi secțiunea 4.6.1). Curbura de curgere din relația biliniară ϕ_y va fi mai mare decât valoarea corespunzătoare ϕ_y', iar ductilitatea de secțiune poate fi definită prin relația:

$$\mu_\phi = \phi_m / \phi_y \tag{8.3}$$

unde ϕ_m este curbura ultimă (vezi Figura 8.5c), corespunzătoare unei reduceri semnificative a capacității portante (sub 85% din momentul maxim conform EN 1998-1, 2003). De obicei curbura ultimă este controlată de atingerea deformațiilor ultime în beton ε_{cu} (zdrobirea betonului comprimat).

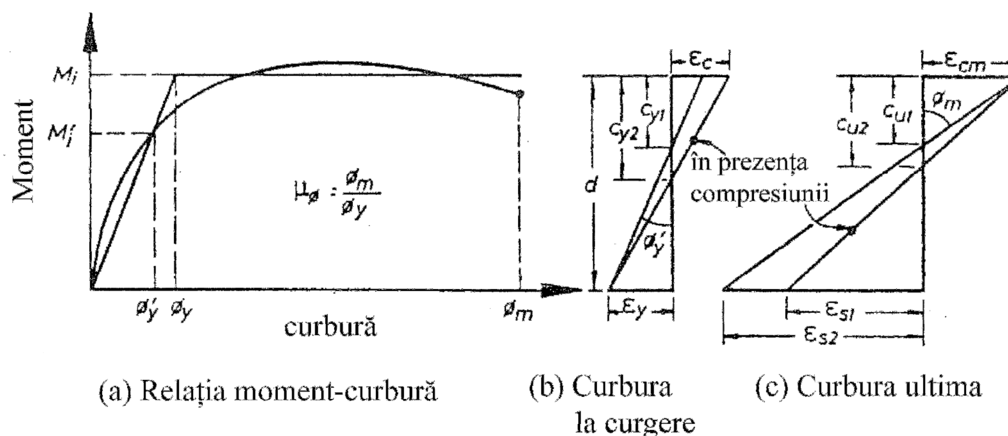


Figura 8.5 Definirea ductilității de secțiune (Paulay şi Priestley, 1992).

Cei mai importanți factori care afectează ductilitatea de secțiune sunt următorii (Paulay şi Priestley, 1992):

- *Deformația specifică ultimă a betonului* ε_{cu}: deoarece deformația specifică ultimă a betonului controlează de obicei curbura ultimă ϕ_m, valori mai ridicate ale ε_{cu} conduc la o ductilitate de secțiune sporită. Deformația specifică ultimă a betonului poate fi îmbunătățită prin confinarea acestuia.
- *Forța axială* creşte înălțimea zonei comprimate la curgere şi la atingerea deformației specifice ultime, ceea ce rezultă în creşterea curburii la curgere ϕ_y şi reducerea curburii ultime ϕ_m. În consecință, ductilitatea de secțiune scade.
- *Rezistența la compresiune a betonului* sporită: o creştere a f_{ck} reduce înălțimea zonei comprimate la curgere şi la deformația ultimă, de unde o curbură de curgere ϕ_y mai mică, iar cea ultimă ϕ_m mai mare. În consecință, ductilitatea de secțiune μ_ϕ creşte. Este de notat aici că odată cu creşterea clasei betonului, deformația specifică ultimă scade, astfel încât pentru betoanele de clasă foarte ridicată, ductilitatea secțiunii poate să scadă.
- *Limita de curgere a armăturii* mai ridicată conduce la o deformație specifică de curgere ε_y mai mare şi deci la o ductilitate de secțiune μ_ϕ redusă.

8.3.3. Ductilitatea de element

Cea mai convenabilă măsură a ductilității unui element de beton armat este deformația acestuia. Astfel, ductilitatea consolei din Figura 8.6 poate fi definită prin relația:

$$\mu_\Delta = \Delta / \Delta_y \tag{8.4}$$

unde Δ este deplasarea ultimă a vârfului consolei, iar Δ_y este deplasarea vârfului consolei la curgere.

Atât timp cât momentul la baza consolei este mai mic decât momentul de curgere M_y, diagramele de moment încovoietor şi de curbură sunt triunghiulare, cu valorile maxime la baza consolei. Deplasarea corespunzătoare atingerii momentului de curgere este $\Delta_y = \phi_y L^2 / 3$ şi poate fi obținută integrând diagrama de curbură $\Delta = \int \phi(x) x dx$. Dacă forța laterală continuă să crească, curbura de la baza consolei depăşeşte curbura de curgere, deformațiile inelastice înregistrându-se pe o porțiune L_p din lungimea consolei L. Zona în care se concentrează deformațiile inelastice se numeşte articulație plastică. Pentru o relație biliniară moment-curbură, după atingerea momentului plastic în articulația plastică, aceasta înregistrează rotiri la un moment

constant. Rotirea din articulaţia plastică este egală cu $\theta_p = \phi_p L_p = \left(\phi_m - \phi_y\right) L_p$. Deplasarea de la vârful consolei care se produce după formarea articulaţiei plastice, se datorează în totalitate rotirii din articulaţia plastică. În ipoteza în care articulaţia plastică se consideră la mijlocul lungimii L_p, deplasarea vârfului consolei din rotirea în articulaţia plastică este egală cu $\Delta_p = \theta_p \left(L - 0.5L_p\right)$. Folosind expresiile de mai sus, se poate stabili următoarea relaţie între ductilitatea consolei μ_Δ şi ductilitatea la nivel de secţiune μ_ϕ:

$$\mu_\Delta = 1 + 3\left(\mu_\phi - 1\right)\frac{L_p}{L}\left(L - 0.5L_p\right) \tag{8.5}$$

Relaţia (8.5) indică faptul că ductilitatea de element μ_Δ nu este egală cu ductilitatea de secţiune μ_ϕ. În general valoarea ductilităţii la nivel de element este mai mică decât cea la nivel de secţiune.

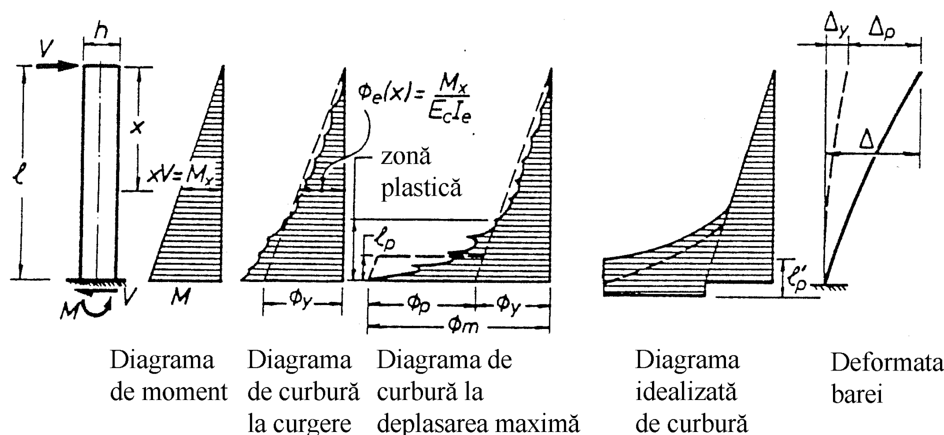


Figura 8.6. Diagramele de moment încovoietor şi de curbură, precum şi deformaţiile unei console prismatice din beton armat (Paulay şi Priestley, 1992).

Ductilitatea unui element structural încovoiat poate fi evaluată analitic folosind relaţia (8.5). Totuşi, există mai mulţi factori care pot influenţa capacitatea de deformaţie plastică a elementelor structurale. Majoritatea dintre aceştia au fost stabiliţi pe baza unor încercări experimentale şi a unor observaţii ale comportării structurilor la cutremurele din trecut. În continuare sunt prezentate pe scurt principalele aspecte care asigură ductilitatea diferitelor elemente structurale.

Grinzi

La cadrele din b.a. zonele disipative sunt amplasate în grinzi. În general momentele maxime şi, în consecinţă, şi zonele disipative sunt amplasate la capetele grinzilor (vezi Figura 8.8). Acestea sunt zonele în care se pot forma articulaţii plastice în timpul unui cutremur şi care necesită o atenţie deosebită pentru a le oferi ductilitatea necesară.

Unul dintre factorii care pot reduce capacitatea de deformare plastică a grinzilor este *forţa tăietoare*. În general, la elementele de b.a. forţa tăietoare reprezintă un mod de cedare fragil şi trebuie evitată. Valori ridicate ale forţei tăietoare reduc semnificativ momentul capabil, rigiditatea şi ductilitatea grinzilor. În Figura 8.7 este prezentat modul de formare a unei articulaţii plastice în prezenţa unei forţe tăietoare ridicate şi răspunsul ciclic al unei astfel de grinzi. La primul ciclu de încărcare, armătura superioară curge iar la partea superioară betonul fisurează din cauza momentului încovoietor şi a forţei tăietoare. Atunci când momentul îşi schimbă sensul, fisurile de la partea superioară nu se închid complet. După câteva cicluri alternante, se formează o fisură care traversează întreaga secţiune, betonul ajungând într-o stare avansată de degradare. În aceste condiţii momentul încovoietor este preluat de cuplul de forţe din armătura întinsă şi comprimată, iar forţa tăietoare – de efectul de dorn al armăturii longitudinale. Rigiditatea şi rezistenţa la forţă tăietoare fiind foarte reduse, au loc alunecări de-a lungul fisurii complete de la capătul elementului. Aceste alunecări sunt reflectate prin forma specifică "ciupită" a relaţiei forţă-deplasare (comportare cunoscută şi sub numele de "pinching"). Rezultă nişte cicluri cu o arie redusă sub curba forţă-deplasare, care înseamnă o capacitate redusă de disipare a energiei seismice. În concluzie, forţa tăietoare reduce ductilitatea elementelor de b.a., iar efectul acesteia trebuie limitat. În acest scop, valoarea forţei tăietoare dintr-o grindă trebuie evaluată conform

principiului proiectării bazate pe capacitate, corespunzătoare formării articulațiilor plastice la cele două capete ale grinzilor, iar zonele disipative trebuie să aibă o rezistență suficientă la forță tăietoare pentru a limita efectele acesteia.

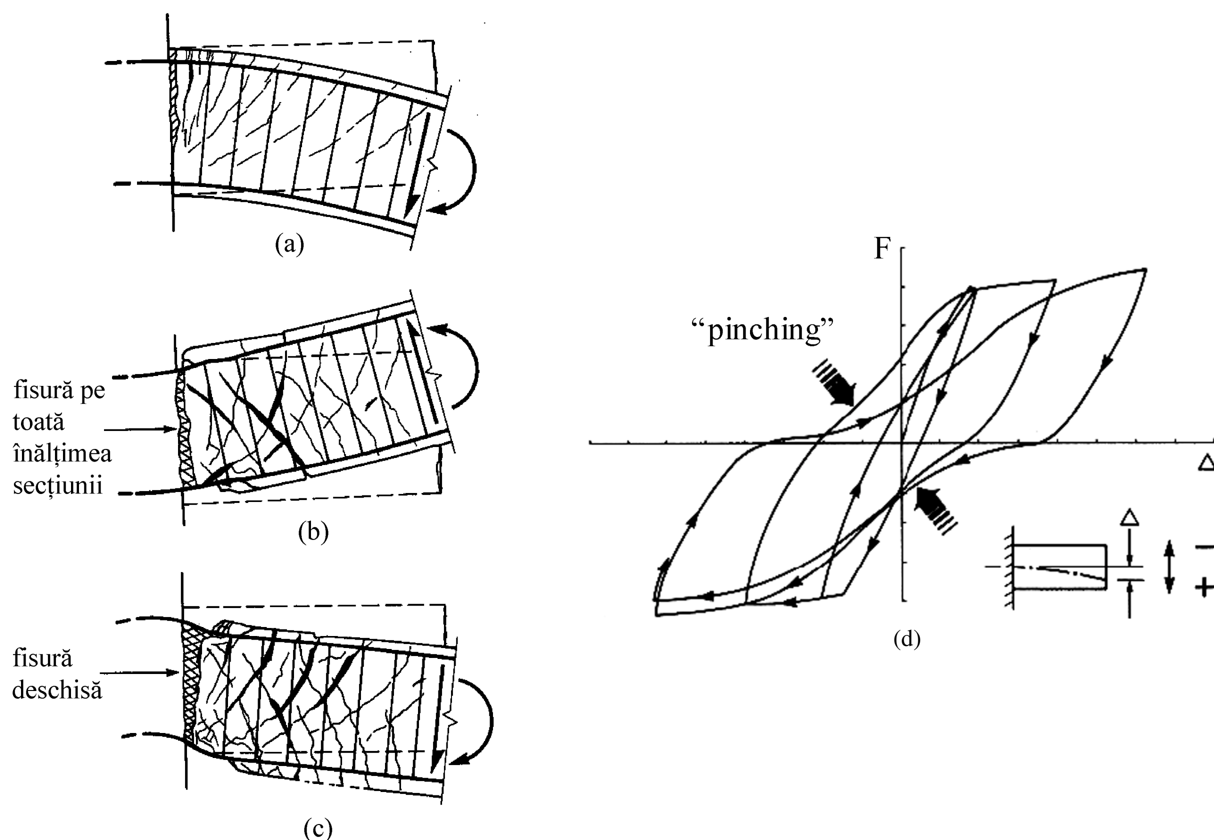


Figura 8.7. Articulație plastică în grinzi cu forță tăietoare ridicată (a, b, c) şi răspunsul forță-deplasare al unei astfel de grinzi (d), Derecho şi Kianoush, 2001.

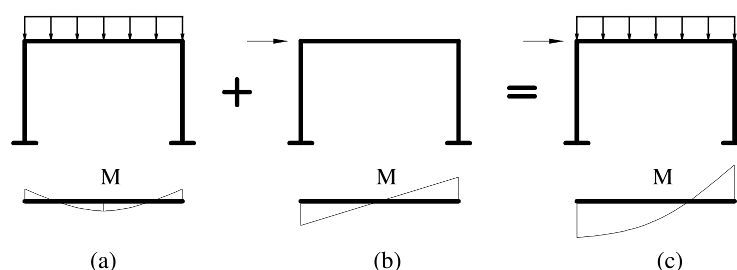


Figura 8.8. Diagrama de moment încovoietor pe riglă într-un cadru de b.a. solicitat din încărcări gravitaționale (a), seismice (b) şi gravitaționale + seismice (c).

O grindă solicitată de încărcări gravitaționale are momente negative pe reazeme şi pozitive în câmp (vezi Figura 8.8a). Această diagramă de eforturi conduce la dispunerea armăturilor longitudinale la partea superioară pe reazeme şi la partea inferioară în câmp. O dispunere convenabilă a armăturii se obține dacă armătura din câmp este ridicată pe reazeme (vezi Figura 8.9a). Această modalitate de armare prezintă şi avantajul că armătura înclinată care rezultă este foarte eficientă în preluarea forței tăietoare de pe reazeme. În aceste condiții, etrierii pot fi dispuşi relativ rar, având rol constructiv de formare a carcasei de armătură. Tot din condiții constructive pot fi necesare şi armături longitudinale drepte dispuse dintr-un capăt în altul al grinzii.

Modul de armare se schimbă radical în cazul unei grinzi care face parte dintr-un cadru amplasat într-o zonă seismică şi care este proiectat conform principiului de comportare disipativă. Din efectul combinat al încărcărilor gravitaționale şi al celor seismice, momentul încovoietor de pe reazem înregistrează şi valori

pozitive (vezi Figura 8.8c). Deoarece acţiunea seismică îşi schimbă sensul, ambele capete ale grinzilor vor fi solicitate atât la momente pozitive, cât şi la momente negative în gruparea seismică de încărcări. Această situaţie impune folosirea unor arii similare de armătură la partea superioară şi la cea inferioară a secţiunii, adică folosirea unor armături drepte pe toată lungimea riglei (vezi Figura 8.9b). În plus, armătura înclinată nu mai este eficientă pentru preluarea forţei tăietoare, deoarece la fel ca şi momentul, forţa tăietoare îşi poate schimba sensul în cazul acţiunii seismice. În consecinţă, preluarea forţei tăietoare la grinzile solicitate seismic se realizează prin armătura transversală (etrieri). În zonele disipative, etrierii trebuie dispuşi mai des decât în restul grinzii, din următoarele motive:

- armătura transversală mai puternică realizează o *confinare* mai puternică a betonului, ceea ce îi creşte ductilitatea
- distanţa redusă între etrieri împiedecă *flambajul barelor longitudinale* comprimate
- etrierii sunt principalul mecanism de preluare a *forţei tăietoare* în zonele disipative, fiind activi pentru orice sens al acesteia

Pe lângă cele expuse mai sus, pentru ca zonele disipative să poată forma articulaţii plastice stabile, trebuie să se asigure o *aderenţă şi un ancoraj* bun al armăturilor longitudinale pe reazeme. Aceasta conduce în cele mai multe cazuri la lungimi de ancorare mai mari decât în cazul grinzilor solicitate gravitaţional, în special la armătura inferioară (vezi Figura 8.9).

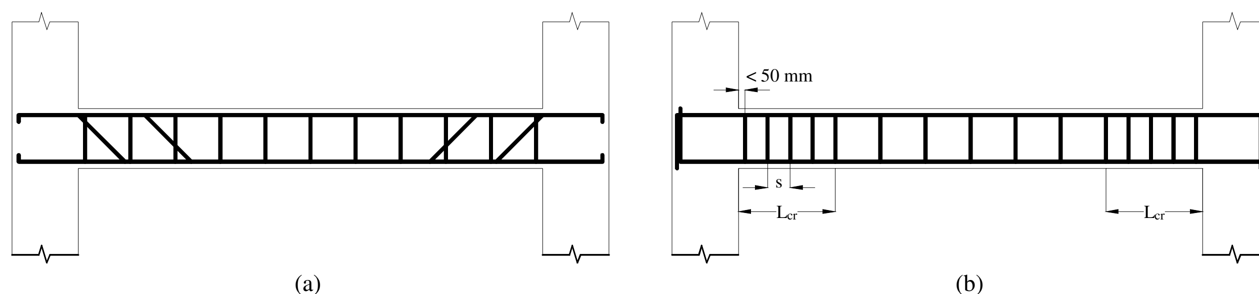


Figura 8.9. Detalii tipice de armare a unei grinzi solicitate la încărcări gravitaţionale (a) şi a unei grinzi parte dintr-o structură disipativă amplasată într-o zonă seismică (b).

Armarea cu bare longitudinale drepte şi etrieri prezintă şi avantajul unei manopere mai reduse în comparaţie cu armarea cu bare înclinate, fiind preferată în zilele noastre chiar şi pentru cadrele amplasate în zone neseismice.

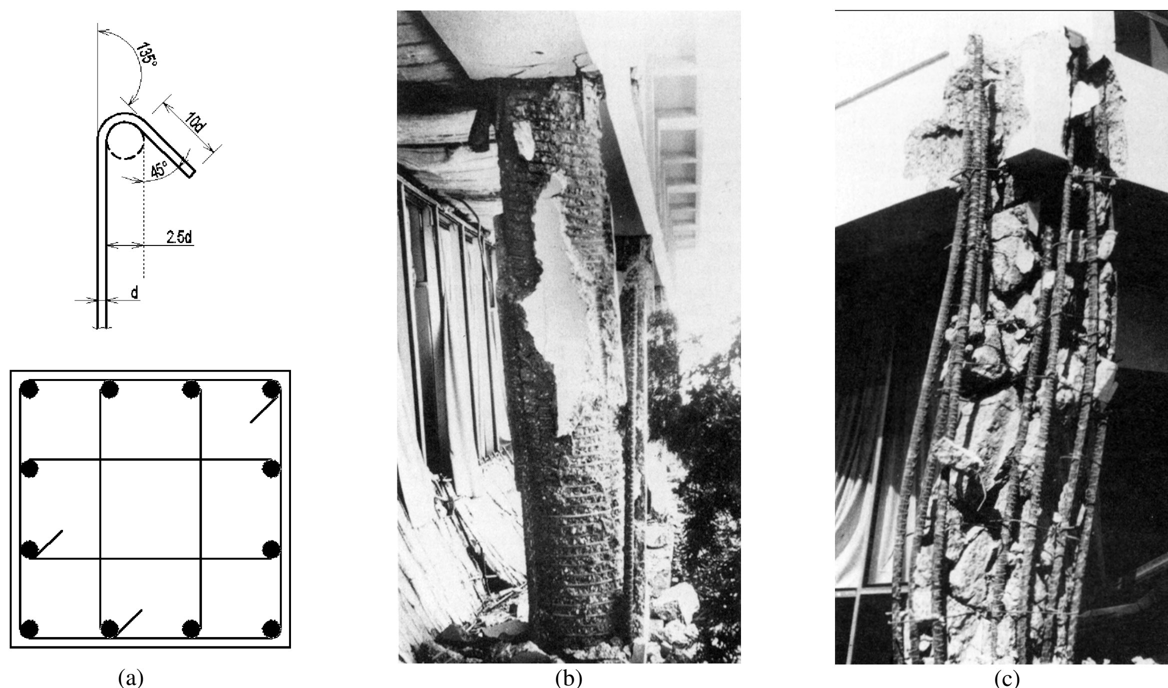
Stâlpi

Stâlpii structurilor în cadre sunt elemente nedisipative, iar normele seismice conţin prevederi al căror scop este de a preîntâmpina formarea articulaţiilor plastice în aceştia (vezi 8.3.5). Excepţie fac zonele de la partea inferioară a stâlpilor de la baza structurii, unde este permisă apariţia articulaţiilor plastice, acestea fiind necesare pentru formarea mecanismului plastic global. Pe lângă aceste zone din stâlpi, pot apărea deformaţii plastice şi în alţi stâlpi din structură. Aceasta se datorează faptului că abordarea simplificată din normative nu elimină complet formarea de articulaţii plastice în stâlpi. Din aceste considerente, zonele de la capetele stâlpilor sunt considerate zone critice, în care pot apărea deformaţii inelastice şi care necesită o detaliere corespunzătoare, care să le ofere ductilitatea necesară.

Principiul de detaliere este acelaşi ca şi cel descris în cazul grinzilor, cheia asigurării unei ductilităţi corespunzătoare fiind o dispunere a armăturilor longitudinale şi a celor transversale care să ofere o *confinare* bună a betonului şi să elimine cedarea din *forţă tăietoare*. Confinarea este cu atât mai importantă în cazul stâlpilor, cu cât aceste elemente sunt solicitate şi la forţe de compresiune ridicate, pe lângă momentele încovoietoare şi forţele tăietoare. În Figura 8.10a sunt prezentate detalii tipice de armare ale unui stâlp cu secţiunea rectangulară. Astfel, pentru o bună confinare a secţiunii, în zonele plastice potenţiale este necesară:

- dispunerea de armăturilor longitudinale intermediare,
- fixarea armăturilor longitudinale prin intermediul unor etrieri sau agrafe,
- ancorarea etrierilor în betonul confinat prin intermediul unor cârlige suficient de lungi, îndoite la 135°, ca să prevină desfacerea etrierilor la solicitări puternice în domeniul inelastic şi
- dispunerea mai deasă a etrierilor.

Spre exemplificarea importanţei armăturii transversale pentru asigurarea unui răspuns inelastic superior al elementelor din b.a., în Figura 8.10 b şi c se prezintă doi stâlpi ai aceleiaşi clădiri (Olive View Hospital), care a fost grav avariată în timpul cutremurului San Fernando, California, SUA, din 9 februarie 1971 (Derecho şi Kianoush, 2001). Astfel, chiar dacă ambii stâlpi au suferit deformaţii inelastice importante, stâlpul circular fretat din Figura 8.10b şi-a păstrat integritatea, în timp ce stâlpul rectangular din Figura 8.10c, cu armături transversale inadecvate a fost practic dezintegrat.



(a) (b) (c)

Figura 8.10. Detaliu tipic de armare a unui stâlp (a), conform P100-1;
degradarea severă a unui stâlp circular fretat (b) şi
a unui stâlp cu secţiune rectangulară cu etrieri (c) Derecho şi Kianoush, 2001.

O cerinţă de ductilitate specifică stâlpilor este *înnădirea* corectă a armăturilor. Condiţiile tehnologice impun ca armăturile longitudinale din stâlpi să fie înnădite la partea inferioară a stâlpilor de pe înălţimea unui etaj. Însă acestea sunt zonele critice, în care se pot produce deformaţii inelastice în urma unui cutremur. Strivirea betonului în zona articulaţiei plastice conduce la o degradare accentuată a condiţiilor de aderenţă şi nu mai asigură continuitatea transmiterii eforturilor între armături în zona înnădirii. De aceea, trebuie evitată înnădirea armăturilor din stâlpi în zonele plastice potenţiale, în special înnădirea prin suprapunere.

Pereţi

Pereţii sunt elemente structurale care au o rigiditate foarte bună, limitând eficient deformaţiile laterale ale structurilor supuse acţiunii seismice. Atunci când sunt proiectate şi detaliate corespunzător, aceste elemente pot oferi şi o ductilitate excelentă. Comportarea pereţilor la încărcări laterale depinde în primul rând de raportul dintre înălţimea şi lăţimea acestora. Pereţii cu înălţimea apropiată de lăţime au o comportare dominată de forfecare. Cei cu un raport între înălţime şi lăţime mai mare de 2 au o comportare guvernată de încovoiere şi reprezintă cazul tipic la clădirile multietajate. Mecanismul plastic la astfel de pereţi structurali îl reprezintă formarea unei articulaţii plastice la baza peretelui, iar principiile de asigurare a unui răspuns ductil sunt similare celor prezentate în cazul riglelor şi al stâlpilor de beton armat:

- limitarea efectelor *forţei tăietoare* (un mod de cedare fragil) prin alegerea dimensiunilor secţiunii transversale şi o armare corespunzătoare
- *confinarea* zonei disipative (baza peretelui) prin dispunerea armăturilor longitudinale şi a celor transversale la distanţe cât mai mici între ele
- *înnădirea* armăturilor în afara zonelor disipative

O măsură specifică pereţilor, care le asigură o ductilitate superioară, este prevederea unor tălpi sau a unor bulbi la extremităţile peretelui (vezi Figura 8.11), aceste zone mai dezvoltate şi armate corespunzător fiind amplasate în zone de tensiuni şi deformaţii maxime (la fibra extremă).

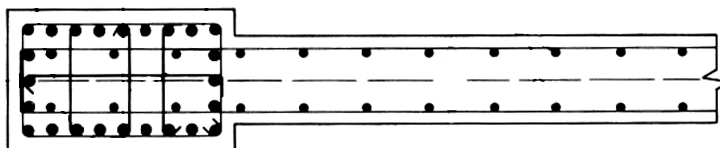


Figura 8.11. Detaliu de perete structural cu bulbi (Derecho şi Kianoush, 2001).

8.3.4. Nodurile cadrelor

Nodurile reprezintă zone critice într-o structură în cadre, deoarece acestea sunt supuse unor eforturi severe (datorate momentelor încovoietoare şi forţelor tăietoare din rigle şi stâlpi) atunci când în zonele disipative adiacente se formează articulaţii plastice. Nodurile trebuie dimensionate şi detaliate astfel ca rezistenţa acestora să fie suficientă pentru a dirija formarea articulaţiilor plastice în rigle şi a evita deformaţiile plastice în noduri. Problema principală în dimensionarea nodurilor o reprezintă eforturile unitare de forfecare ridicate. Deteriorarea nodurilor poate duce la diminuarea drastică a rezistenţei şi rigidităţii de ansamblu a structurii.

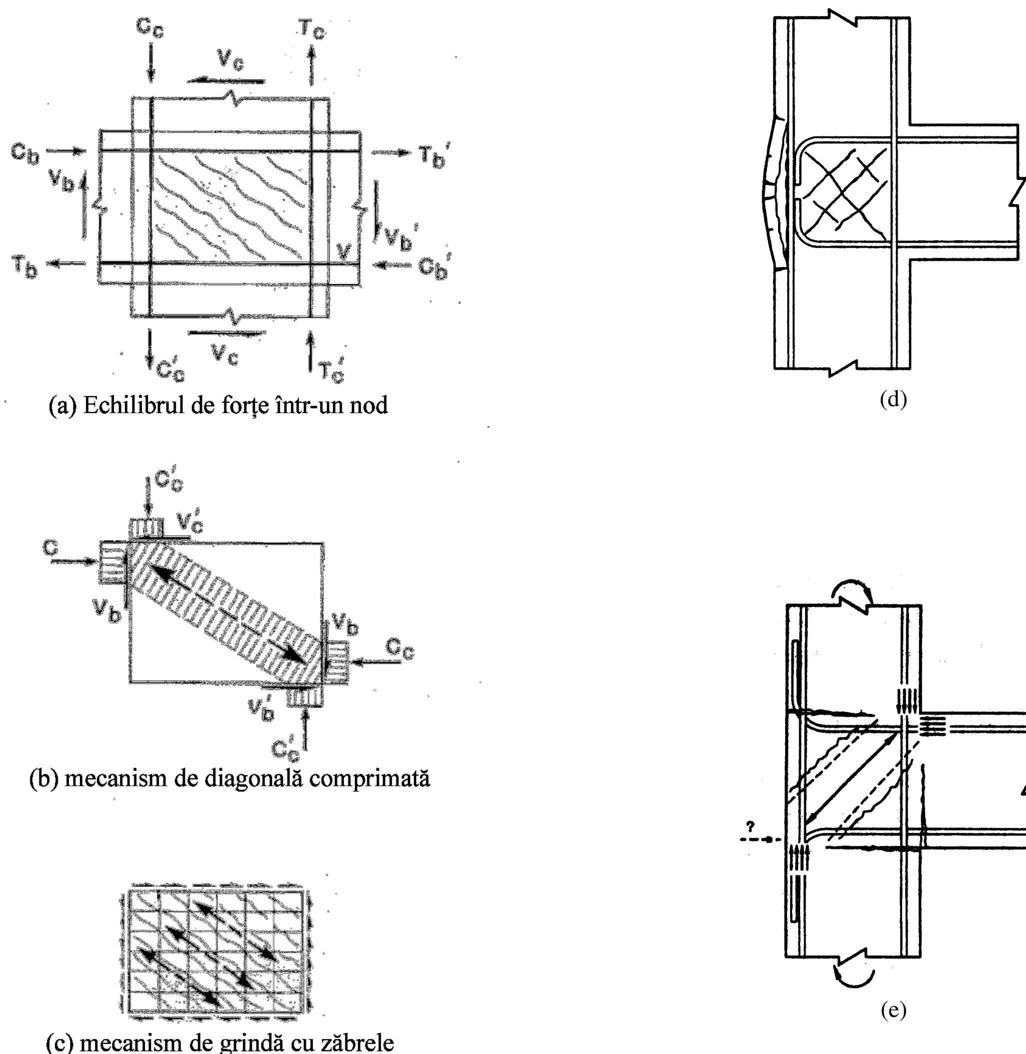


Figura 8.12. Starea de eforturi şi mecanismele de preluare a forţei tăietoare într-un nod (a, b, c) - Derecho şi Kianoush, 2001; detalierea armăturilor longitudinale din riglă pentru asigurarea mecanismului de diagonală comprimată (d, e) - Priestley, 1997.

Forţa tăietoare este preluată în noduri prin două mecanisme (vezi Figura 8.12):

- Un mecanism de diagonală comprimată (contribuţia betonului). Formarea acestui mecanism impune detalii constructive specifice. În cazul nodurilor exterioare, armătura longitudinală din perete trebuie să

fie îndoită către interiorul nodului, asigurând diagonalei comprimate un reazem (Figura 8.12d). Dacă armătura este îndoită în exteriorul nodului, mecanismul de diagonală comprimată nu se poate forma, iar cedarea nodurilor are loc la forțe mult mai mici (Priestley, 1997).
- Un mecanism de grindă cu zăbrele (contribuția armăturii transversale). Asigurarea unor noduri cu o rezistență suficientă necesită armături transversale (etrieri) dese în interiorul nodului.

O altă problemă care poate reduce drastic rezistența şi rigiditatea nodurilor este pierderea aderenței armăturilor longitudinale din rigle şi stâlpi, datorită fisurării nodului ca urmare a eforturilor de forfecare puternice existente în acesta. Pierderea aderenței armăturilor longitudinale conduce la diminuarea momentului capabil al elementelor care concură în nod şi la scăderea rigidității. Pentru a asigura o aderență suficientă a armăturilor longitudinale, se recurge la două măsuri. Prima este menită să reducă fisurarea din zona nodului, prin asigurarea unor dimensiuni corespunzătoare ale nodului (stâlpului) şi armarea cu etrieri. Cea de-a doua constă în asigurarea unei lungimi de ancoraj a armăturilor longitudinale mai mari decât în cazul elementelor solicitate din acțiuni neseismice.

8.3.5. Ductilitatea structurii

Chiar dacă elementele unei structuri sunt conformate astfel încât să asigure un răspuns ductil, structura per ansamblu poate avea un răspuns seismic necorespunzător dacă deformațiile inelastice se concentrează într-un număr limitat de elemente, formând un mecanism plastic parțial (vezi Figura 6.26b). Ductilitatea la nivel de structură este asigurată prin ierarhizarea rezistenței elementelor structurale pentru obținerea unui mecanism plastic global (vezi Figura 6.26a), care oferă următoarele avantaje:
- numărul maxim de zone disipative şi deci o redundanță structurală ridicată
- o distribuție uniformă a cerințelor de ductilitate în structură, adică o solicitare uniformă a elementelor structurale
- evitarea formării articulațiilor plastice în stâlpi - elemente importante pentru stabilitatea globală a structurii

În cazul *structurilor în cadre*, un mecanism plastic de tip global implică formarea articulațiilor plastice în rigle şi la baza stâlpilor. În cazul structurilor în cadre de b.a., promovarea unui mecanism plastic global se realizează folosind principiul de "stâlp tare – riglă slabă". Conform acestui principiu, la fiecare nod, stâlpii trebuie să posede o suprarezistență față de grinzile adiacente, astfel ca articulațiile plastice să se formeze în rigle şi nu în stâlpi. O modalitate simplă de a asigura principiul de "stâlp tare – riglă slabă" este ca suma momentelor capabile ale stâlpilor care concură într-un nod să fie mai mare decât suma momentelor capabile ale riglelor care concură în acelaşi nod (vezi Figura 8.13). P100-1 (2006) transcrie această cerință prin relația:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \tag{8.6}$$

considerând un coeficient de 1.3 pentru a ține cont de momentul plastic probabil mai mare decât cel de calcul şi consolidare. În relația (8.6) s-au folosit notațiile: $\sum M_{Rc}$ - suma momentelor capabile ale stâlpilor care concură în nod, ținând cont de efectul forței axiale din stâlpi în combinația seismică de încărcări; $\sum M_{Rb}$ - suma momentelor capabile ale grinzilor care concură în nod.

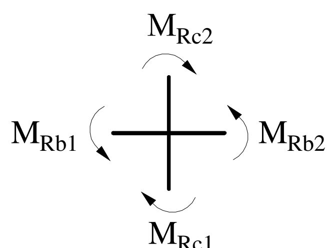


Figura 8.13. Echilibrul momentelor încovoietoare la un nod interior pentru o structură în cadre.

Este de notat faptul că principiul de "stâlp tare – riglă slabă" nu preîntâmpină în totalitate formarea de articulații plastice în stâlpi. Cele două momente din stâlpii care concură într-un nod nu sunt de obicei egale. Astfel, chiar dacă suma momentelor capabile de pe stâlpi este mai mare decât suma momentelor capabile de pe rigle, unul dintre stâlpi poate fi mai solicitat decât celălalt, acesta suferind deformații inelastice. Totuşi,

este de aşteptat ca principiul "stâlp tare – riglă slabă" să limiteze formarea articulaţiilor plastice în stâlpi, promovând un mecanism plastic global.

Pereţii structurali au în general o ductilitate bună, dar au dezavantajul unei redundanţe reduse (un perete izolat are o singură zonă disipativă – articulaţia plastică de la bază). Un sistem structural care pe lângă rezistenţa, rigiditatea şi ductilitatea oferită de pereţii structurali oferă un plus de redundanţă este reprezentat de pereţii cuplaţi. Aceştia sunt alcătuiţi din (cel puţin) doi pereţi legaţi prin intermediul unor grinzi de cuplare (vezi Figura 8.14a). Mecanismul plastic global al acestui tip de structură implică deformaţii plastice în grinzile de cuplare, urmate de formarea articulaţiilor plastice la baza pereţilor. Din cauza lungimii reduse a grinzilor de cuplare, acestea sunt supuse unor forţe tăietoare ridicate, care în general ar implica un răspuns fragil. Totuşi, dacă grinzile de cuplare se armează cu bare dispuse pe diagonală (vezi Figura 8.14b), se poate obţine un răspuns inelastic foarte ductil. Folosind principiile de proiectare bazată pe capacitate, armarea grinzilor de cuplare trebuie realizată astfel încât acestea să se plasticizeze înaintea formării articulaţiilor plastice la baza pereţilor structurali, asigurând un mecanism plastic global.

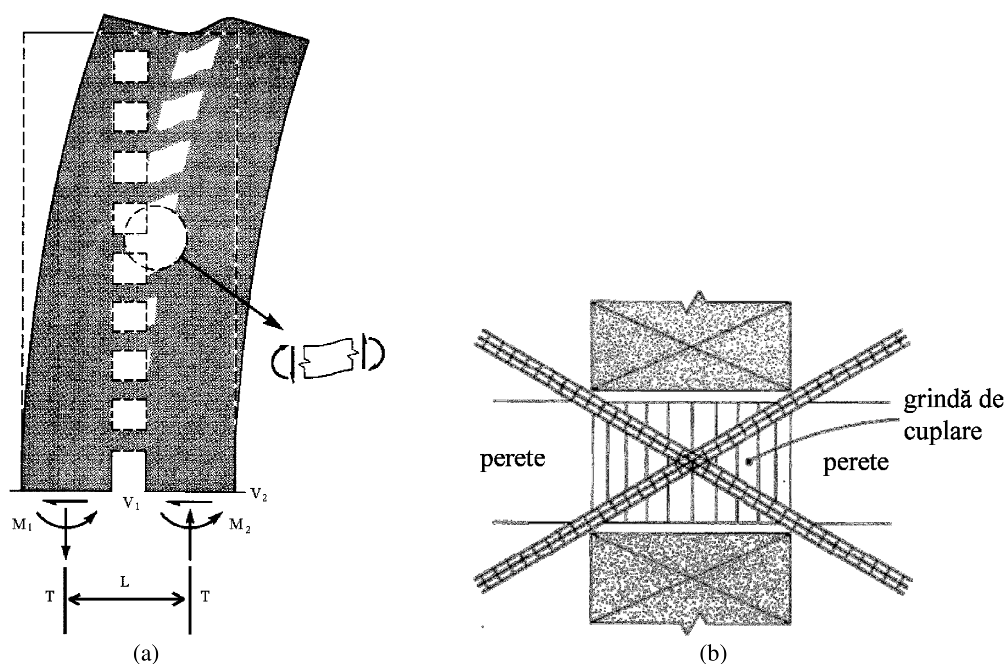


Figura 8.14. Eforturile dintr-un perete cuplat (a) şi armarea diagonală a grinzii de cuplare (b), Derecho şi Kianoush, 2001.